

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.011

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



带耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能 试验研究与数值分析

连鸣^{1a,1b}, 周玉浩^{1a}, 韩文凯²

(1. 西安建筑科技大学 a. 土木工程学院; b. 结构工程与抗震教育部重点实验室, 西安 710055;
2. 中国建筑设计研究院, 北京 100044)

摘要:为了研究带可更换剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构(HSS-FTS-RSL)的抗震性能,设计了2/3缩尺子结构试验试件,对其进行低周往复加载,研究其破坏模式、滞回性能及耗能梁段的可更换能力。基于OpenSees建立了HSS-FTS-RSL结构的简化数值分析模型,数值分析结果与试验结果吻合良好。建立了3种不同耗能梁段布置方式的HSS-FTS-RSL整体结构简化数值模型,对其进行非线性时程分析。结果表明:HSS-FTS-RSL子结构试件具有良好的抗震性能,在循环荷载下表现为耗能梁段的破坏;更换耗能梁段不会影响结构的抗震性能;结构在地震作用下的变形满足规范限制要求;在构件截面尺寸相同,即相同用钢量的前提下,采用高强钢可以有效降低构件的应力水平;耗能梁段最大可更换残余层间侧移角为0.41%,且在大震后整体结构残余层间侧移角为0.028%~0.148%,可以实现耗能梁段的更换;基于不同耗能梁段布置方式的HSS-FTS-RSL分析结果,建议HSS-FTS-RSL结构耗能梁段采用三跨间隔布置。

关键词:钢框筒;剪切型耗能梁段;试验研究;抗震性能;简化模型

中图分类号: TU392.5; TU352.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2021)03-0024-13

Experimental and numerical analysis of seismic performance of high-strength steel fabricated framed-tube structure with replaceable shear link

LIAN Ming^{1a,1b}, ZHOU Yuhao^{1a}, HAN Wenkai²

(1a. School of Civil Engineering, 1b. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China; 3. China Architecture Design & Research Institute, Beijing 100044, P. R. China)

Abstract: High-strength steel fabricated framed-tube structure with replaceable shear link (HSS-FTS-RSL) was proposed. One 2/3 scaled sub-structure specimen of HSS-FTS-RSL was fabricated. Low cycle reciprocating loading test was carried out for the specimen to study its seismic performance, including failure modes, hysteretic behaviors, and replaceability. The simplified numerical model of HSS-FTS-RSL was established by using OpenSees, and the analysis results of this model had good agreement with the test

收稿日期: 2020-10-08

基金项目: 国家自然科学基金(51708444)

作者简介: 连鸣(1987-),男,副教授,主要从事新型钢结构体系抗震性能与设计方法研究, E-mail: lianming@xauat.edu.cn。

Received: 2020-10-08

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 51708444)

Author brief: LIAN Ming (1985-), associate professor, main research interests: seismic performance and design of new steel structures, E-mail: lianming@xauat.edu.cn.

results. Three simplified numerical models of HSS-FTS-RSL with different layouts of shear links were considered to investigate their seismic performance through the nonlinear dynamic analysis. The results show that the specimen had good seismic performance, with the failure of energy dissipation beam section under cyclic loading. The maximum interstory drifts could meet the demands in the seismic code under the ground motions. The high-strength steel could reduce the stress in spandrel beams and columns but not increased the amount of steel of the structures. The maximum residual story drifts ranged from 0.028% to 0.148%, which were lower than the maximum residual story drift of 0.41% for replacing shear links obtained from the test. Considering the seismic performance and reparability of the structure, it was suggested that the shear links of HSS-FTS-RSL should be arranged in three-span interval according to the analysis results.

Keywords: steel framed-tube structure; shear link; experimental study; seismic performance; simplified numerical analysis

钢框筒结构是由外围密柱深梁、楼板和内部少量柱形成的筒体结构,框筒结构具有空间受力性能良好,抗扭及抗侧刚度大等优点,但由于钢框筒结构深梁密柱(一般约为3~4 m)的特点,导致裙梁的跨高比较小,从而使得裙梁端部弯矩梯度偏大,限制了群梁端部塑性铰的形成和发展,不利于结构耗散地震能量;同时,裙梁被楼板加强,可能导致地震作用下部分柱子的端部先于裙梁进入塑性,加大了结构的倒塌风险,损伤严重时,将导致建筑物的功能中断,产生较高的修复成本。

近年来,学者们提出了可恢复功能抗震结构,即地震后不需修复或者稍加修复即可恢复使用功能的结构^[1],主要目的是使结构具备震后快速恢复使用功能的能力,从而减轻由于结构震后功能中断带来的影响。有部分学者建议在结构中设置可更换耗能构件,以提高结构的震后可恢复能力。其中, Fortney 等^[2]最早提出了可更换“保险丝”,即可更换钢连梁的概念; Mansour 等^[3-4]对腹板螺栓连接剪切型耗能梁段进行了滞回性能试验,并对带端板螺栓连接、双槽钢腹板螺栓连接的偏心支撑钢框架单层单跨结构进行了滞回性能试验研究;吕西林等^[5]提出了3种不同类型的连梁保险丝,通过低周反复加载试验对这3种保险丝的抗震性能进行了研究;纪晓东等^[6-7]对12个可更换耗能梁段试件进行了拟静力试验,研究了其抗震性能及影响参数,其中,剪切型耗能梁段多用于梁跨中,弯曲型耗能梁段多用于梁端部,而剪切型耗能梁段相比于弯曲型耗能梁段有更稳定的滞回能力与弹塑性变形能力,从而更好地作为结构中的耗能构件进行耗能。

针对传统钢框筒结构抗震性能较差且震后修复

比较困难的问题,笔者提出了带可更换剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构(HSS-FTS-RSL),耗能梁段采用屈服强度较低且变形能力较好的钢材(如Q235钢),耗能梁段与裙梁间采用传力明确且易于安装与拆卸的端板-螺栓连接,其余非耗能构件(包含裙梁和框筒柱)采用高强度钢材(如Q460钢),在大震作用下,耗能梁段完全进入弹塑性状态进行耗能,而其余非耗能构件由于采用高强钢,仍保持弹性或部分发展塑性,震后仅需更换损伤的耗能梁段即可快速恢复结构功能。为深入研究HSS-FTS-RSL的抗震性能及震后可更换性,先对一个HSS-FTS-RSL子结构进行循环加载试验,而后基于试验结果利用OpenSees建立其简化数值分析模型,并选取3种不同耗能梁段布置方式,建立30层HSS-FTS-RSL整体结构简化数值分析模型,对其进行动力弹塑性时程分析,并对比不同耗能梁段布置方式对其抗震性能的影响,基于分析结果,对耗能梁段布置方式是否合理提出建议。

1 试验概况

1.1 试验试件

原型结构为一个30层的HSS-FTS-RSL结构,原型结构概况详见文献[8]。选取其腹板框架第13层梁柱子结构作为试验原型结构,如图1所示,其中, e 、 L_n 、 H 分别为耗能梁段长度、净跨度和层高。考虑到实验室的实际加载条件,最终选取2:3缩尺试件进行试验。根据式(1)、式(2)设计耗能梁段,保证设计为剪切屈服型,其中,耗能梁段长度为400 mm,长度比 $e/(M_p/V_p)=1.05$ 。同时,需要保证裙梁端部在耗能梁段充分发展塑性之前不进入塑

性,故裙梁截面需满足式(3)、式(4)。试件各构件截面尺寸见表 1。

$$e \leq 1.6M_p/V_p \quad (1)$$

$$V_p = 0.58h_w t_w f_{yL} \quad (2)$$

$$M_{pb} \geq \frac{1}{2} \Omega V_p L_n \quad (3)$$

$$V_{pb} \geq \Omega V_p \quad (4)$$

式中: e 为耗能梁段长度; M_p 和 V_p 分别为耗能梁段的塑性抗弯承载力和塑性抗剪承载力; h_w 、 t_w 和 f_{yL} 分别为耗能梁段的腹板高度、腹板厚度和腹板屈服强度; M_{pb} 和 V_{pb} 分别为裙梁的塑性抗弯承载力和塑性抗剪承载力; Ω 为耗能梁段的超强系数。

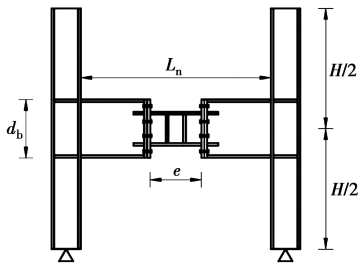


图 1 子结构示意图

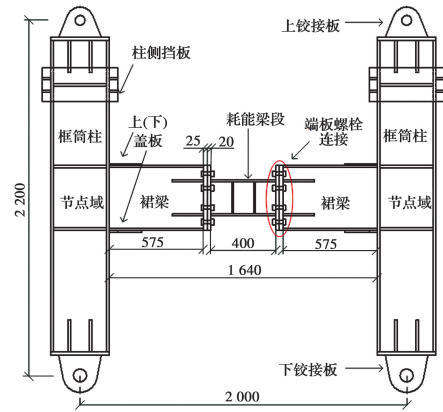
Fig. 1 Schematic of sub-structure

表 1 试件各构件截面尺寸

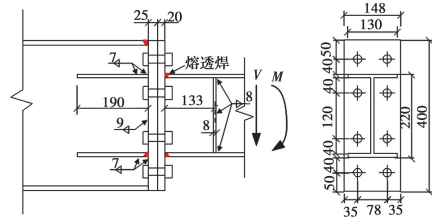
Table 1 Sections of members in specimen

构件名称	截面尺寸
框筒柱	H360 mm×226 mm×12 mm×16 mm
裙梁	H400 mm×148 mm×10 mm×12 mm
耗能梁段	H220 mm×130 mm×8 mm×10 mm

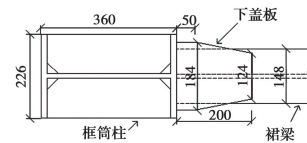
耗能梁段与裙梁连接方式采用端板螺栓连接,端板与耗能梁段和裙梁的翼缘均采用全熔透对接焊缝连接,与耗能梁段和裙梁腹板采用双面角焊缝连接,焊缝和焊脚尺寸见图 2(b)。高强螺栓承担连接处的剪力和弯矩作用,根据《钢结构高强度螺栓连接技术规程》^[9]对端板螺栓连接的规定对连接处螺栓和端板厚度进行设计。耗能梁段端板和裙梁端板通过 8 个 10.9 级 M20 的摩擦型高强螺栓连接,耗能梁段和端板厚度分别为 20、25 mm。裙梁与框筒柱连接处的上下翼缘端部均设置盖板,以增强梁柱节点的转动能力及连接强度,试件几何尺寸与构造见图 2。试件中的耗能梁段采用 Q235 钢制作,端板采用 Q345 钢,框筒柱与裙梁均采用 Q460 钢,所用材料的力学性能数据见表 2。



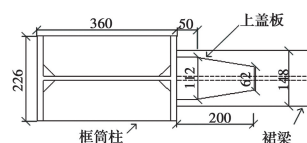
(a) 试件整体尺寸



(b) 端板-螺栓连接构造



(c) 裙梁下盖板



(d) 裙梁上盖板

图 2 试件几何尺寸和构造

Fig. 2 Geometrical dimensions and details of the specimen

表 2 材性试样力学性能指标

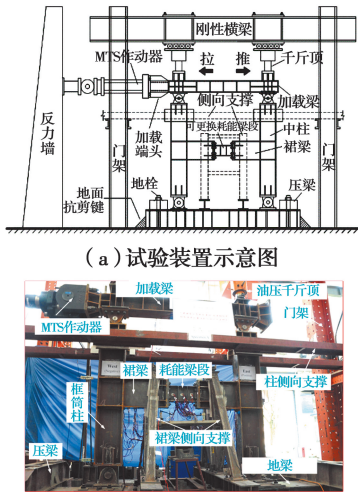
Table 2 Mechanical properties of steel

试样编号	厚度 t/mm	弹性模量 $E/10^5 \text{MPa}$	屈服强度 f_y/MPa	抗拉强度 f_u/MPa	伸长率 $\delta/\%$
Q235B-8	7.90	2.00	302	447	31.23
Q235B-10	9.89	2.01	290	428	34.29
Q460C-10	10.17	1.95	547	611	21.04
Q460C-12	12.14	1.95	616	695	21.45
Q460C-16	16.01	2.03	621	670	20.91
10.9s(螺栓)	4.07	2.00	1 101	1 137	11.47

1.2 试验装置与加载方案

试验装置如图 3 所示。框筒柱上下铰接约束,设置柱及裙梁侧向支撑防止试件平面外失稳,侧向支撑与试件接触面均粘贴 1.5 mm 厚的四氟乙烯板从而减小侧向支撑与试件之间的摩擦力,通过压梁

抵抗试验过程中柱受到的倾覆弯矩,同时,设置抗剪滑移键防止地梁发生滑移。通过 2 个 1 000 kN 的同步油压千斤顶在两柱柱顶分别施加 430 kN 的竖向轴力,在加载过程中保持不变;待竖向荷载 N 施加稳定后,再通过作动器施加水平侧向力 P 。



(a) 试验装置示意图
(b) 试验装置照片
图 3 试验装置
Fig. 3 Test setup

水平往复荷载采用位移控制加载,加载制度如图 4 所示,规定作动器推向(向东)为正,拉向(向西)为负。试验加载分两个阶段进行加载,由于原型结构算例在大震作用下最大层间侧移角为 $1/80$ ^[8],因此,需保证第 I 阶段加载至子结构层间侧移角大于等于 $1/80$ 后再更换耗能梁段,考察震后耗能梁段的可更换能力。在第 I 阶段,子结构试件屈服前采用 3 mm 的位移增量进行加载,每级循环 1 次,屈服后以 $0.5\Delta_y'$ 增量进行加载,每级循环 3 次,加载至 $2.5\Delta_y'$ (层间侧移角为 $1/80$),之后更换耗能梁段;在第 II 阶段,对更换耗能梁段后的试件重新进行加载,试件屈服前采用 3 mm 的位移增量进行加载,每级循环 1 次,屈服后以 Δ_y' 的倍数进行加载,每级循环 3 次,加载至试件破坏或者承载力下降至峰值的 85%,停止加载,试验结束。其中, Δ_y' 为试验过程中耗能梁段腹板应变片达到屈服应变时对应的水平加载位移,取 18 mm。

1.3 量测方案

位移测点及应变测点布置见图 5。为测量试件水平位移,分别在两柱柱顶、柱节点域上部和柱底布置位移传感器(D3~D8);在耗能梁段处沿耗能梁段两对角线方向分别布置两个拉线位移计测量耗能梁段的剪切变形(D1 和 D2)。在耗能梁段腹板区格内

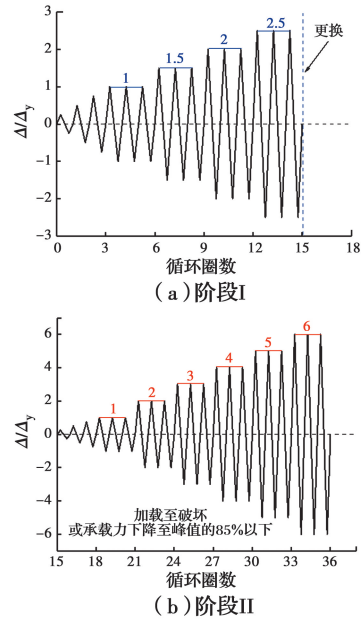


图 4 加载制度

Fig. 4 Loading protocol

布置应变花,在上下翼缘端部布置应变片;在裙梁腹板和翼缘、框筒柱腹板和翼缘布置应变片,同时在梁柱节点区域格布置应变花;裙梁与柱连接处的上下盖板处各布置一个应变片。

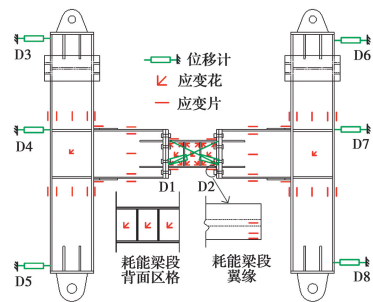


图 5 位移及应变量测示意图

Fig. 5 Displacement transducers and strain gauges distributions

1.4 试验结果

在阶段 I 加载过程中,当位移加载至 $+\Delta_y'$ 第 1 圈时,耗能梁段腹板屈服,耗能梁段未产生明显变形。随着加载位移的增加,腹板处氧化皮逐渐脱落,尤其位于耗能梁段腹板与翼缘连接焊缝周边较为明显。 $2.5\Delta_y'$ 循环加载完成后,腹板区格周边氧化皮明显脱落,连接区域及其构件均保持弹性状态且无明显变形。阶段 I 加载结束后进行耗能梁段更换,拆除耗能梁段后连接处未发现螺栓滑移的痕迹,可以判断端板螺栓连接传力可靠且约束作用强。随后开始阶段 II 的加载,加载至 $-4\Delta_y'$ 第 3 圈时,耗能梁

段腹板与加劲肋焊缝端部出现裂纹,见图 6(a);当加载至 $+6\Delta_y'$ 第 1 圈时,耗能梁段腹板与加劲肋焊缝端部裂纹沿焊缝开始延伸,见图 6(b);加载至 $+6\Delta_y'$ 第 2 圈时,耗能梁段腹板与加劲肋焊缝附近母材裂缝沿腹板高度方向贯通,腹板区格断裂破坏,翼缘发生屈曲,且加劲肋与下翼缘连接处焊缝断开,见图 6(c),试件无法继续承载,试验结束,试件整体破坏形态见图 6(d)。

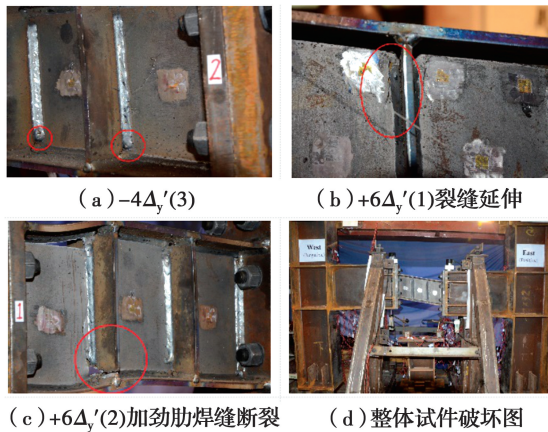


图 6 阶段 II 现象

Fig. 6 Test phenomenon in stage II

试件阶段 I 与阶段 II 的荷载-位移曲线如图 7 所示。由图 7 可知,曲线滞回环包围面积随着加载位移的增大而逐渐增大,并且呈稳定、饱满的梭形,说明试件具有稳定的耗能能力。此外,两个加载阶段的荷载-曲线变化趋势完全一致,相同位移加载级时曲线几乎重合,说明更换耗能梁段后试件的抗震性能可以恢复到初始状态,达到了通过更换耗能梁段即可使结构快速恢复功能的目的。

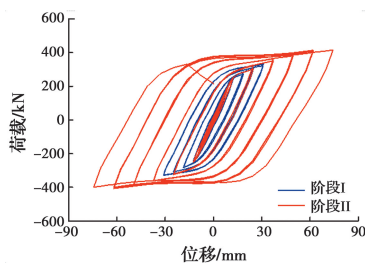


图 7 荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves

1.5 耗能梁段变形

图 8 为耗能梁段的剪力-塑性转角($V-\gamma_p$)滞回曲线,图中的 V_n 为耗能梁段的名义塑性抗剪承载力, V_p 为根据耗能梁段实测强度得到的实际抗剪承载力。耗能梁段的剪力 V 和塑性转角 γ_p 通过式

(5)~式(7)计算得到。

$$V = F \times (H/L) \quad (5)$$

$$\gamma = \frac{(\Delta_1 - \Delta_2) \sqrt{e^2 + h^2}}{2eh} \quad (6)$$

$$\gamma_p = \gamma - \frac{V}{K_{s,link}} = \gamma - \frac{Ve}{GAw} \quad (7)$$

式中: H 为试件上下铰接点中心之间的距离; L 为试件左右铰接点中心的距离; Δ_1 和 Δ_2 分别为交叉位移计 D1 和 D2 量测的位移值; e 为耗能梁段长度; h 为耗能梁段腹板高度, $K_{s,link}$ 为耗能梁段的剪切刚度。

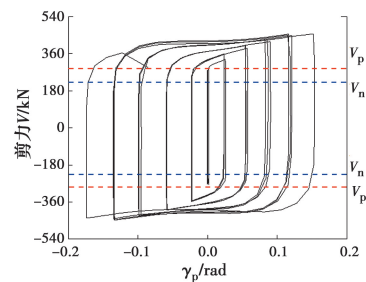


图 8 耗能梁段滞回曲线

Fig. 8 Hysteretic curve of shear and rotation of the link

耗能梁段的 $V-\gamma_p$ 滞回曲线饱满,耗能梁段屈服后表现出了明显的超强现象,试件的耗能梁段塑性转角远大于规范 ANSI/AISC 341-16 中规定的塑性转角限值 0.08 rad,说明设置在裙梁中的剪切型耗能梁段具有极强的耗能能力和变形能力。

1.6 耗能梁段的更换

阶段 I 加载结束后,将水平荷载卸载为零,记录此时残余层间侧移角,为了得到耗能梁段可以更换的最大残余层间侧移角,利用作动器逐步施加水平位移,获得不需要扩孔、切割等操作即可安装新的耗能梁段所对应的残余层间侧移角 θ_{re} ,最终得到 θ_{re} 为 0.41%。图 9 为更换耗能梁段时的现场照片。



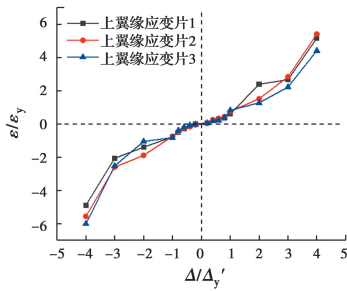
图 9 更换耗能梁段

Fig. 9 Replacing shear link

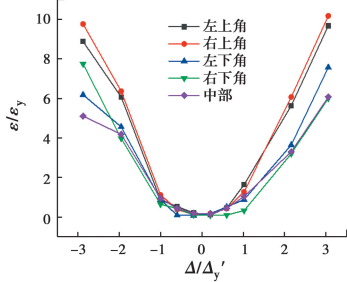
1.7 应变分析

通过布置在子结构试件各个位置的电阻应变计采集的数据,可以分析得到结构各个部位的内力变

化,应变发展以及弹塑性发展状态。子结构框筒柱腹板和翼缘、裙梁腹板和翼缘、梁柱节点域以及裙梁上下盖板耗能梁段腹板和翼缘的应变在加载过程中基于符合平截面假定,始终处于弹性状态。图10给出了耗能梁段腹板和翼缘的应变随加载步的变化规律,耗能梁段翼缘和腹板截面应变在屈服之前随加载级增大基本呈线性变化,屈服之后应变迅速增大,且翼缘处应变发展速度小于腹板,表明耗能梁段主要通过腹板剪切屈服进入塑性实现耗能,由于加载级达到 $3\Delta_y'$ 之后腹板塑性发展严重,表面应变花已经开始脱落,故仅给出 $3\Delta_y'$ 之前的应变数据。



(a) 耗能梁段翼缘应变



(b) 耗能梁段腹板应变

图10 耗能梁段应变发展

Fig. 10 Strain development of the link

2 简化数值模型的建立

2.1 耗能梁段数值模型

通过OpenSees中两节点连接单元(Two Node Link Element)表征耗能梁段力学行为。单元在对应自由度上通过相应弹簧表征其力学行为,将对应材料的本构参数转化为弹簧的恢复力控制参数。由于耗能梁段的剪切变形主要为腹板剪切变形,因此,仅考虑耗能梁段腹板平面内的力学行为,忽略腹板平面外及扭转变形的影响。如图11所示,分别通过平面内的轴向弹簧、弯曲弹簧和剪切弹簧表示。

参考文献[10]对混合联肢剪力墙中消能连梁的研究,结构中耗能梁段设计为剪切屈服型,剪切方向发生非线性行为,弯曲方向和轴向方向可按弹性考

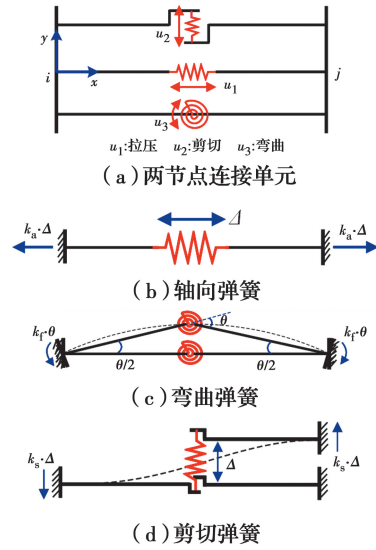


图11 两节点连接单元示意图

Fig. 11 Two node link elements

虑。选用OpenSees中的弹性材料表征轴向弹簧及弯曲弹簧恢复力特性,轴向弹簧及弯曲弹簧的弹性模量分别为耗能梁段的轴向线刚度和弯曲线刚度。文献[6]的研究结果表明,剪切型耗能梁段的滞回曲线与钢材的单轴拉压滞回曲线特征相近,因此,选用Steel02单轴材料表征剪切弹簧的恢复力特性,其中Steel02材料参数通过单轴拉压循环材性试验结果进行标定。以往有学者[11]采用这种模拟方法表征耗能梁段的剪切行为,且取得较好的结果。弹性材料的本构参数与弹簧恢复力控制参数对应关系见表3,其中 E 为钢材弹性模量, A 为耗能梁段截面积, I 为截面惯性矩, e 为耗能梁段长度。

表3 轴向及弯曲弹簧控制参数

Table 3 Properties of axial and flexible springs

弹簧类型	材料本构参数	弹簧恢复力参数
轴向弹簧	E	$K_a = EA/e$
弯曲弹簧	E	$K_r = EI/e$
剪切弹簧	f_y	耗能梁段屈服剪力 V_y
	E	耗能梁段剪切刚度 K_s
	R_0, cR_1, cR_2	曲线过渡段参数
	b	应变强化参数
	$a_1 \sim a_4$	等向强化参数

其中, V_y 与 K_s 分别按式(8)、式(9)计算。

$$V_y = 0.58f_{y,w}A_w \quad (8)$$

$$K_s = (GA_w)/e \quad (9)$$

式中: $f_{y,w}$ 为耗能梁段腹板所用钢材的屈服强度; A_w 为腹板截面积; E 为钢材弹性模量; G 为钢材剪切模

量; I 为截面惯性矩。需要说明的是, $f_{y,w}$ 、 A_w 、 E 、 G 均取试验子结构耗能梁段的实测值。

为得到 Steel02 中各项参数, 需通过循环本构试验进行参数标定。为保证验证准确性, 取试件耗能梁段腹板所用钢材(Q235-8 mm)进行单轴拉压循环本构试验, 如图 12 所示。采用图 13 所示的 3 种不同的加载制度对试件进行大应变循环加载。基于试验数据, Steel02 参数标定如表 4 所示, 选用单元与耗能梁段保持一致, 模拟钢材循环加载试验, 曲线对比见图 14, 由图 14 可知, 通过表 4 中的参数可较准确模拟材性试样在循环加载作用下的滞回行为。

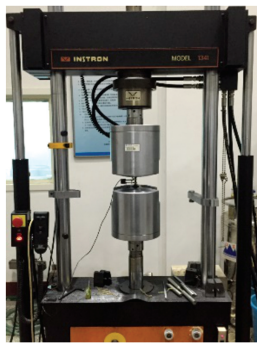


图 12 循环加载试验装置
Fig. 12 Setup for cyclic loading test

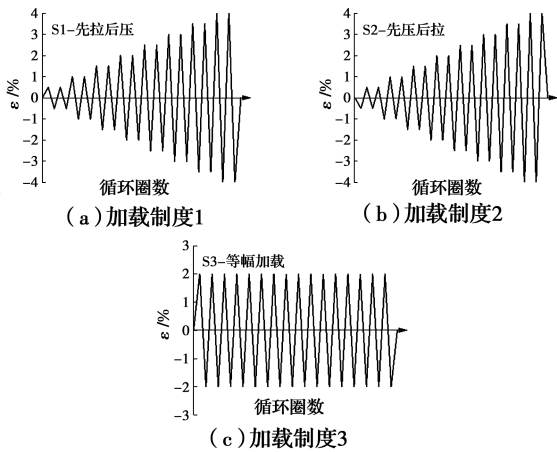


图 13 循环加载制度
Fig. 13 Cyclic loading histories

表 4 Steel02 参数标定

Table 4 Calibration of Steel02 parameters

试件编号	R_0	cR_1	cR_2	b	a_1	a_2	a_3	a_4
S-1	25	0.925	0.15	0.006	0.018	1	0.018	1
S-2	28	0.925	0.15	0.006	0.018	1.08	0.018	1.08
S-3	30	0.925	0.15	0.006	0.018	1	0.018	1
平均值	28	0.925	0.15	0.006	0.018	1.03	0.018	1.03

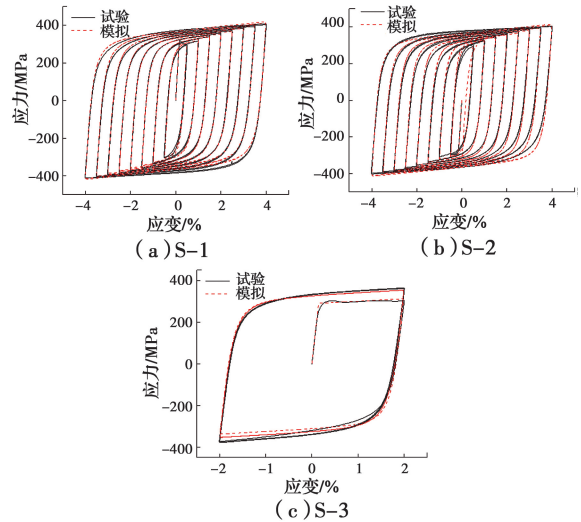


图 14 循环加载试验与模拟滞回曲线

Fig. 14 Comparison of test results and numerical results

2.2 裙梁及框筒柱数值模型

OpenSees 中基于力的梁柱单元可以在不细分单元的情况下较好地模拟构件曲率沿长度非线性分布的情况^[12], 为考虑其剪切变形, 采用 OpenSees 中截面组装 (Section Aggregator) 命令, 将截面抗剪刚度赋予基于力的梁柱单元。对于梁柱单元选用纤维截面, 参考杜轲等^[12]的研究, 为了更好地兼顾精度与计算效率, 对于基于力的梁柱单元, 单根构件不需要单元划分, 单元内使用 4 个截面积分点, 截面上使用 6×6 的纤维积分点。H 型截面划分如图 15 所示。纤维截面划分采用 Steel01 材料表征其力学行为。

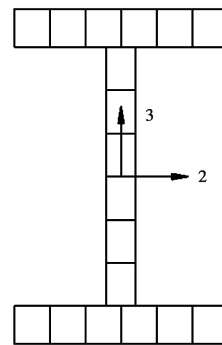


图 15 H 型截面纤维划分示意

Fig. 15 Meshing details of H shape section

2.3 子结构简化数值模型验证

图 16 为综合上述耗能梁段、裙梁和框筒柱所选取的建模方式建立的试验试件简化数值模型, 按试验的加载方式对简化数值模型进行分析, 模型示意如图 16 所示。对于框筒柱通过 P-delta 坐标转换命

令考虑其 $P-\Delta$ 效应,加载时参考上述试验加载制度。

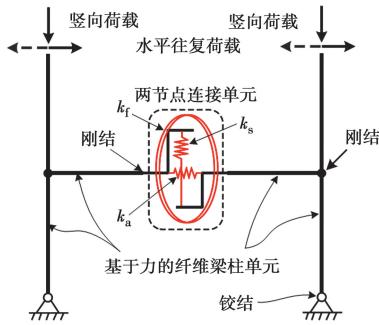


图 16 简化模型示意图

Fig. 16 Schematic of simplified numerical model

图 17 对比了子结构试验与 OpenSees 模拟的滞回曲线和骨架曲线。由图 17 可知,数值模拟曲线与试验曲线变化趋势基本一致,简化模型可以较为准确地模拟试件的刚度和承载力,且两者的最大承载力仅相差 8.8%。总体上看,基于 OpenSees 提出的简化数值模型能较好模拟子结构试验试件的滞回行为,且具有较高的精度。

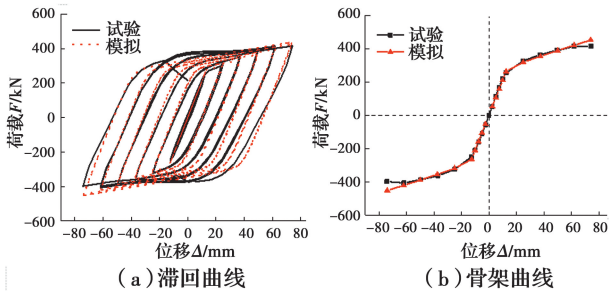


图 17 试验与模拟滞回曲线及骨架曲线

Fig. 17 Hysteretic curve and skeleton curve of test and simulation

3 结构算例与整体结构简化数值模型

3.1 算例结构

在文献[8]中 30 层 HSS-FTS-RSL 结构的基础上,设计了 3 个具有不同耗能梁段布置方式的 HSS-FTS-RSL 结构,分别为三跨间隔布置(HSS-FTS-RSL1)、三跨连续布置(HSS-FTS-RSL2)以及五跨连续布置(HSS-FTS-RSL3),设计条件为抗震设防烈度为 8 度,设计地震基本加速度为 $0.2g$,设计地震分组为第一组,建筑场地类别为 II 类,场地特征周期为 0.35 s 。3 个算例结构的立面与平面布置见图 18,构件尺寸见表 5。需要说明的是,在 HSS-FTS-RSL 结构中,耗能梁段的截面高度小于与其相连的裙梁截面高度(见图 1),因此,楼板不与耗能梁段上翼缘直接连接,故耗能梁段无需承担楼板传递的竖向荷载。此外,由于该结构利用耗能梁段的剪切变形进行耗能,额外承担竖向荷载将不利于其剪切变形的发展。

3.2 整体结构简化模型

采用 HSS-FTS-RSL 子结构简化数值模型的建模方法,在 OpenSees 中建立 HSS-FTS-RSL 整体结构的简化数值模型,其中框筒裙梁、中柱、角柱、内柱、内梁均采用基于力的梁柱纤维单元,耗能梁段采用两节点连接单元。框筒内柱及角柱为方钢管截面,纤维截面划分示意图 19。

整体模型采用刚性隔板假定,忽略裙梁轴向变形。模型中的质量与竖向荷载分别定义,各层质量

表 5 算例构件截面尺寸

Table 5 Sections of structural members

楼层	内框柱	角柱	中柱	裙梁	耗能梁段	内框梁
26~30	□400×20	□400×18	H400×260×12×18	H440×200×10×14	H260×190×10×12	
21~25	□450×28	□450×20	H470×280×14×20	H500×200×12×16	H280×190×10×12	
16~20	□520×36	□500×22	H500×340×16×22	H560×220×14×18	H310×200×12×14	
11~15	□580×40	□540×22	H540×340×18×22	H600×220×14×18	H330×200×12×14	H650×200×14×18
6~10	□640×45	□550×25	H580×360×20×25	H640×220×14×18	H350×200×12×14	
1~5	□700×50	□600×25	H600×380×20×25	H660×220×14×18	H370×200×12×14	

通过 mass 命令集中于各层主节点,作为动力分析时的质量源,竖向荷载则取用“1.0 倍恒荷载+0.5 倍活荷载”均布于框筒裙梁及内梁上。整体模型中各材料的屈服强度均采用名义值。

4 算例结构抗震性能分析

4.1 地震波选取

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]的要求,从太平洋地震工程中心(PEER)选

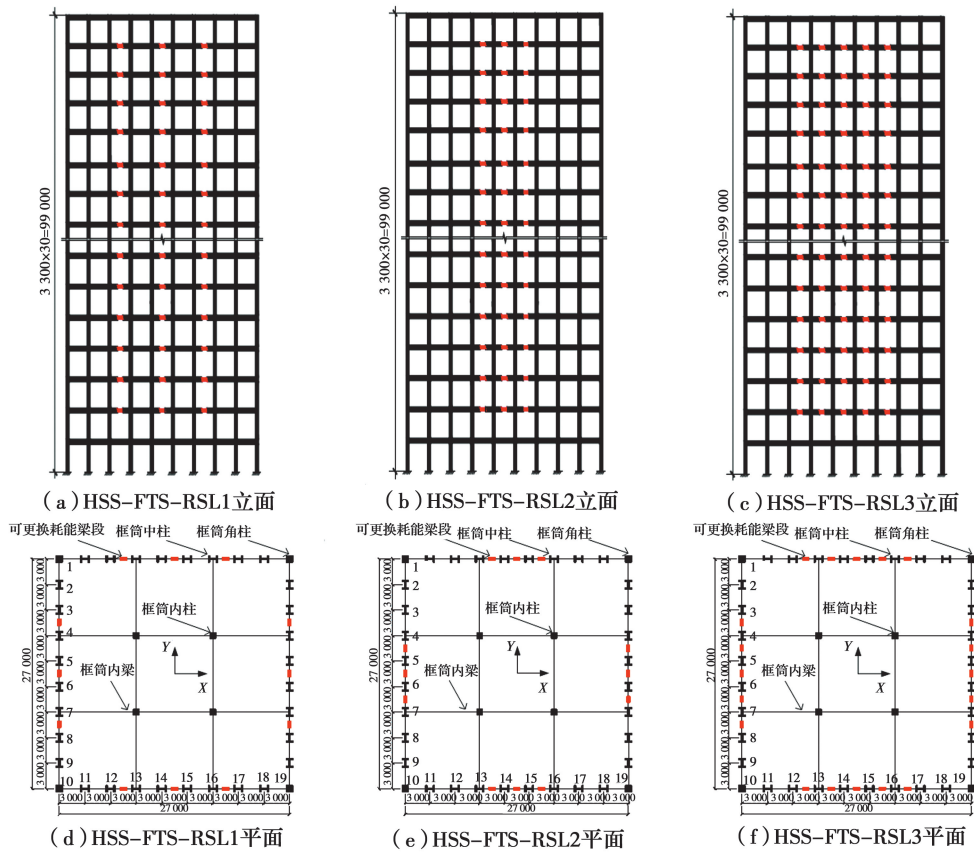


图 18 算例结构立面与平面布置(mm)

Fig. 18 Plan and elevation of structures (mm)

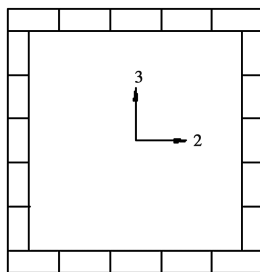


图 19 箱型截面纤维划分示意

Fig. 19 Meshing details of box section

择 5 条天然地震波,同时用 SeismoSignal 软件根据场地条件等生成 2 条人工波,用 7 条地震波进行分析,地震波信息见表 5。调幅后的地震波反应谱与抗规中的反应谱对比见图 20。

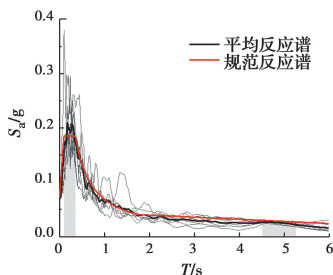


图 20 调幅后反应谱与规范反应谱对比

Fig. 20 Design spectra and scaled earthquake spectra

表 5 时程分析地震动信息

Table 5 Details of ground motions

地震波 编号	记录台站	震级	断层 距/km	PGV/ (cm · s ⁻¹)	PGA/g
RSN9	El Centro Array #9	6.5	56.88	6.2	0.066
RSN93	Whittier Narrows Dam	6.61	39.45	10.1	0.101
RSN163	Calipatria Fire Station	6.53	23.17	15.5	0.129
RSN172	El Centro Array #1	6.53	21.68	16	0.141
RSN186	Niland Fire Station	6.53	36.92	12.2	0.109

4.2 模态分析

对算例结构进行模态分析,表 6 为 OpenSees 与 SAP2000 所计算的 3 个算例结构前 9 阶周期对比,可以看出,采用两种软件得到的结果基本吻合,进一步说明 OpenSees 建模有效性。

4.3 屈服机制

对各算例结构的简化分析模型进行单向水平地震作用下的非线性动力时程分析,研究各算例结构在 8 度小震、中震、大震和超大震下的抗震性能。由

于 OpenSees 中无法实现塑性铰分布结果可视化,因此,根据裙梁及框筒柱单元的端部力判断塑性铰是否出现,判断准则参考《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[14],具体见表 7。其中, M_{ce} 为较广义屈服强度; M_p 为构件全塑性抗弯承载力; N/N_e 为轴压比; M_x 为构件端部弯矩。耗能梁段塑性铰根据耗能梁段剪力与对应截面屈服剪力进行判断。

表 6 OpenSees 与 SAP2000 前 9 阶周期对比

Table 6 Comparison of model analysis

振型	周期/s					
	HSS-FTS-RSL1		HSS-FTS-RSL2		HSS-FTS-RSL3	
	OpenSees	SAP2000	OpenSees	SAP2000	OpenSees	SAP2000
1	4.78	4.77	4.78	4.77	4.81	4.79
2	4.78	4.77	4.78	4.77	4.81	4.79
3	2.80	2.75	2.80	2.75	2.82	2.76
4	1.75	1.75	1.75	1.75	1.76	1.76
5	1.75	1.75	1.75	1.75	1.76	1.76
6	1.08	1.06	1.08	1.06	1.08	1.07
7	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03
8	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03
9	0.72	0.72	0.72	0.72	0.73	0.72

表 7 塑性铰计算公式

Table 7 Plastic hinges estimation

铰类型	钢结构设计标准
M3 弯曲铰($N/N_e < 0.15$)	$M_{ce} = M_p \leq M_x$
P-M2-M3 压弯耦合铰 ($N/N_e > 0.15$)	$M_{ce} = 1.05M_p(1 - N/N_e) \leq M_x$

图 21 为 3 个算例结构在 RSN9 地震波作用下的构件塑性铰分布,由于小震下算例结构各构件均处于弹性状态,因此,仅给出中震、大震和超大震下的结构塑性铰分布。由图 21 可知:中震时,各算例结构的部分耗能梁段达到屈服,其余构件均保持弹性;大震时,HSS-FTS-RSL1 除顶层中跨耗能梁段外,其余耗能梁段均进入塑性,个别边跨裙梁端部出现塑性铰,HSS-FTS-RSL2 耗能梁段同样进入塑性,且边部三跨裙梁出现塑性铰且数量较多,HSS-FTS-RSL3 顶部个别耗能梁段还未进入塑性,个别边跨裙梁端部出现塑性铰;超大震时,HSS-FTS-RSL1 与 HSS-FTS-RSL3 的中下部楼层裙梁出现较多塑性铰,但柱端均未出现塑性铰,而 HSS-FTS-RSL2 的裙梁出现塑性铰较其他算例结构更多,且底部楼层中柱柱端出现塑性铰。由此可见,在水平

地震作用下,HSS-FTS-RSL 的耗能梁段首先屈服形成塑性铰,随着地震作用增强,裙梁进入塑性形成塑性铰。HSS-FTS-RSL2 不仅裙梁出现塑性铰较多,且底层个别柱端也形成塑性铰,增加了结构的倒塌风险,HSS-FTS-RSL1 与 HSS-FTS-RSL3 仅在裙梁处进入塑性,因此,HSS-FTS-RSL1 与 HSS-FTS-RSL3 的屈服机制更理想。

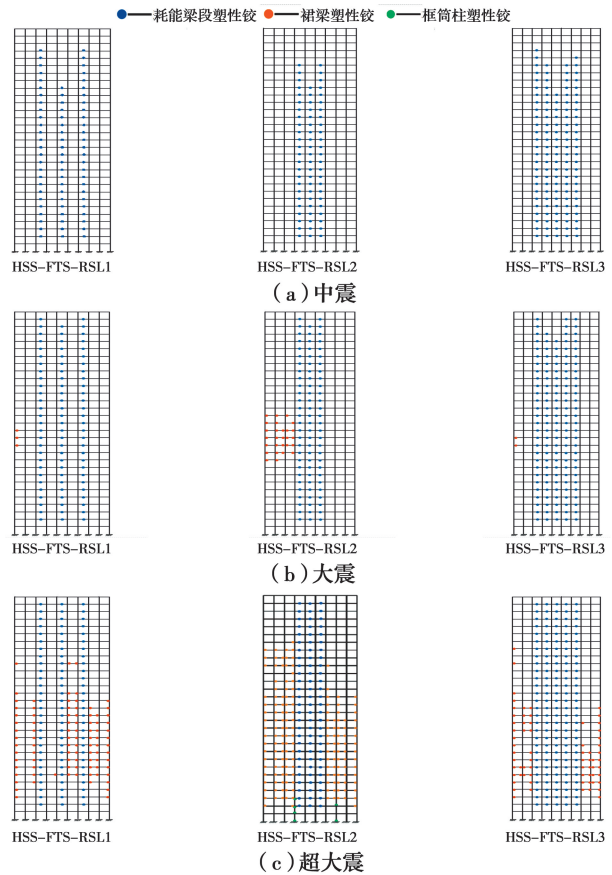


图 21 塑性铰分布(地震波 RSN9)

Fig. 21 Plastic hinge distributions (RSN9)

4.4 基底剪力与角柱应力

表 8 给出了各算例结构在不同水准地震作用下的基底剪力。由表 8 可知:在小震时,3 个算例结构的基底剪力标准差约为均值的 14%,而在中震、大震、超大震时约为 10%,表明随着地震作用增强,结构进入弹塑性后,基底剪力的离散性会有一定程度减小;HSS-FTS-RSL1 与 HSS-FTS-RSL2 的基底剪力相差不大,说明在耗能梁段数量相同的情况下改变布置方式对结构基底剪力响应没有明显影响;HSS-FTS-RSL3 的基底剪力与 HSS-FTS-RSL1 最大相差 10%,与 HSS-FTS-RSL2 最大相差 14%,说明当耗能梁段数量增多时,由于塑性内力重分布,降低了结构的基底剪力。

表 8 算例结构基底剪力
Table 8 Base shear force of structures

地震波	基底剪力/kN											
	HSS-FTS-RSL1				HSS-FTS-RSL2				HSS-FTS-RSL3			
	小	中	大	超大	小	中	大	超大	小	中	大	超大
RSN9	4 354	9 262	13 847	16 454	4 353	9 490	14 287	17 001	4 218	8 832	12 661	15 493
RSN93	3 316	7 630	11 372	13 416	3 315	7 822	12 168	14 160	3 257	7 597	10 386	12 050
RSN163	5 114	10 237	13 717	16 310	5 113	10 590	14 502	16 652	5 016	9 866	12 219	14 323
RSN172	3 875	8 547	11 089	16 063	3 872	8 787	11 480	16 142	3 756	8 231	10 936	15 210
RSN186	4 384	9 451	13 119	16 935	4 383	9 775	13 749	16 878	4 286	9 138	12 078	16 326
人工 1	4 799	8 934	12 415	15 442	4 796	9 247	12 757	15 886	4 653	8 773	11 384	13 950
人工 2	4 686	10 845	15 073	19 013	4 686	11 050	15 251	18 859	4 601	10 482	13 899	17 213
平均值	4 361	9 272	12 947	16 233	4 360	9 537	13 456	16 511	4 255	8 988	11 938	14 938
标准差	605	1 063	1 424	1 677	605	1 084	1 363	1 412	592	966	1 168	1 692

由于 HSS-FTS-RSL 中梁、柱构件采用 Q460 钢以期降低非耗能构件的应力水平,因此,提取结构受力相对较大的底层角柱应力时程曲线予以说明。分别提取底层 4 个角柱受力最大的 4 个角部纤维点的应力时程,选择对应应力峰值最大纤维点的应力时程曲线,见图 22。由图 22 可知:大震及超大震时,个别地震波作用下底层角柱的应力峰值趋于 460 MPa,

但总体保持在 345~460 MPa 之间。说明在构件截面尺寸相同即不增加结构用钢量的前提下,由于高强钢强度高,可以明显提升构件的屈服承载力,相对于 Q345 钢材,可以有效降低构件的应力水平,使非耗能构件在大震作用下处于弹性,降低结构主体的损伤,有利于结构震后修复。

4.5 层间侧移角

图 23 给出了 3 个算例结构在不同水准地震作用下层间侧移角平均值的对比。由图 23 可知:各算例结构的弹性和弹塑性最大层间侧移角均能满足《建筑抗震设计规范》的限值要求;在小震时,结构整

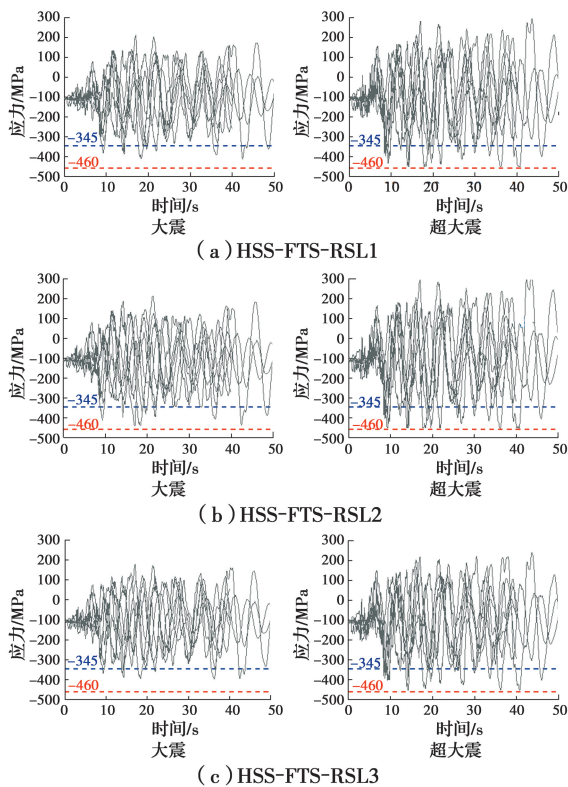


图 22 算例结构角柱纤维点应力时程
Fig. 22 Stress curves of corner columns

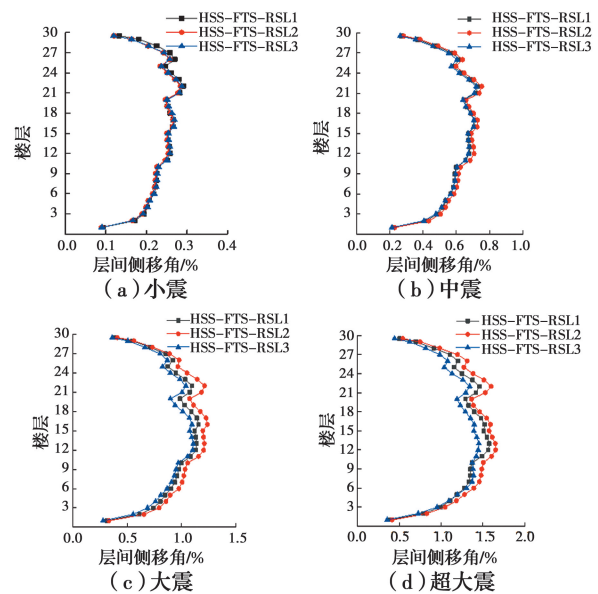


图 23 算例结构层间侧移角对比
Fig. 23 Interstory drifts of structures

体保持弹性,此时改变耗能梁段数量及布置方式对结构层间侧移角分布没有影响;中震时,3个算例结构耗能梁段开始屈服,HSS-FTS-RSL2层间侧移角相对较大,其最大层间侧移角比HSS-FTS-RSL1和HSS-FTS-RSL3分别高3.3%和4.9%;大震时,HSS-FTS-RSL2层间侧移角最大,分别比HSS-FTS-RSL1和HSS-FTS-RSL3的高6.9%和12.7%;超大震时,HSS-FTS-RSL2最大层间侧移角比HSS-FTS-RSL1和HSS-FTS-RSL3分别高4.4%和13.8%。因此,当耗能梁段屈服后,结构耗能梁段布置越多,可以有效降低结构的层间侧移角,避免结构出现明显薄弱层,在耗能梁段布置数量一定时,相比于每跨连续布置,采用间隔跨布置可以在一定程度上降低结构层间侧移角。

4.6 残余层间侧移角

图24为各算例结构残余层间侧移角平均值对比,其中残余层间侧移角取地震动输入结束后经过10s的自由振动,顶点速度基本衰减为零的层间侧移^[9]。在中震时,3个算例结构残余层间侧移角沿高度分布相对均匀且基本一致,这是由于中震时仅有部分楼层耗能梁段屈服,且进入塑性程度相对较小,因此,3个算例结构残余变形差别不大;大震时,由于HSS-FTS-RSL3采用五跨连续布置,耗能梁段个数相对较多且耗能梁段进入塑性程度增加,因此,残余变形比另外两算例结构更大,但是各算例结构

的最大残余层间侧移角介于0.028%~0.148%;超大震时,由于裙梁端部出现塑性铰,且HSS-FTS-RSL2中下部楼层个别柱端也出现塑性铰,更大程度降低了结构整体刚度,导致HSS-FTS-RSL2在超大震时残余变形最大。因此,增加耗能梁段布置数量会在一定程度上增大结构震后残余变形。此外,3个算例结构残余层间侧移角均远小于试验所得的耗能梁段可更换对应的结构最大残余层间侧移角0.41%,因此,HSS-FTS-RSL结构在大震后可以实现耗能梁段的更换,从而快速恢复结构的使用功能,而超大震时虽然结构部分裙梁及框筒柱出现塑性铰,但结构并没有倒塌风险。因此,HSS-FTS-RSL结构能够达到“小震不坏,中震大震可更换修复,超大震不倒塌”的抗震设防目标。

5 结论

对HSS-FTS-RSL子结构试件进行了低周往复加载试验,基于试验结果与OpenSees平台建立了HSS-FTS-RSL结构的简化数值模型,在此基础上建立了具有3种不同耗能梁段布置方式的HSS-FTS-RSL结构简化数值分析模型,通过非线性动力时程分析研究了HSS-FTS-RSL结构的抗震性能,比较了耗能梁段数量及布置方式对结构抗震性能的影响,并提出了相关建议。

1)HSS-FTS-RSL子结构试件在低周往复荷载下具有稳定的承载力、刚度及良好的耗能能力,破坏集中于耗能梁段,其余非耗能构件处于弹性状态,利于震后修复,耗能梁段与裙梁间采用端板-螺栓连接,该连接方式传力可靠,没有出现螺栓滑移。

2)基于OpenSees建立HSS-FTS-RSL结构的简化数值分析模型,其中耗能梁段采用两节点连接单元建立,裙梁、内梁、框筒柱及内柱均采用基于力的纤维梁柱单元建立,该模型具有较高模拟精度,可用于整体结构分析。

3)不同耗能梁段布置方式对结构的抗震性能影响显著,但结构在地震作用下的变形满足规范限制要求。当耗能梁段数量增多时,可有效降低结构基底剪力与层间侧移角,并且在耗能梁段布置数量相同时,相比于连续布置,采用间隔布置可以在一定程度上降低结构层间侧移角。

4)HSS-FTS-RSL结构在大震下的残余层间侧移角均小于由试验确定的耗能梁段可更换残余层间侧移角0.41%,表明该结构在大震后可以实现耗能

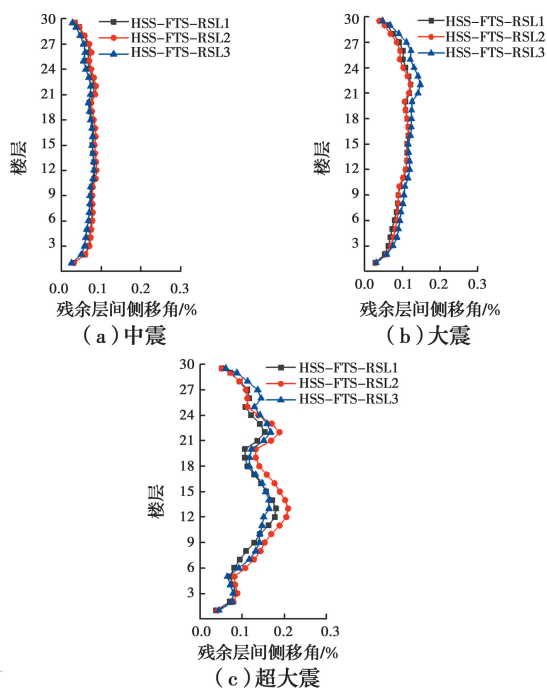


图24 各算例残余层间侧移角对比

Fig. 24 Comparison of residual story drift of structures

梁段的更换,从而快速恢复结构的使用功能,而超大震时虽然部分裙梁及框筒柱出现塑性铰,但结构并没有倒塌风险。说明 HSS-FTS-RSL 结构能够达到“小震不坏,中震大震可更换,超大震不倒塌”的抗震设防目标。

5)综合考虑结构的基底剪力、最大层间侧移角、残余层间侧移角等抗震性能指标,耗能梁段采用三跨间隔布置及五跨连续布置方式均可,但考虑到耗能梁段布置数量较多会导致震后修复成本增大,建议 HSS-FTS-RSL 结构的耗能梁段采用三跨间隔布置。

参考文献:

- [1] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念: 可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7): 941-948.
LU X L, CHEN Y, MAO Y J. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(7): 941-948. (in Chinese)
- [2] FORTNEY P J, SHAHROOZ B M, RASSATI G A. Large-scale testing of a replaceable “fuse” steel coupling beam [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(12): 1801-1807.
- [3] MANSOUR N, CHRISTOPOULOS C, TREMBLAY R. Seismic design of EBF steel frames using replaceable nonlinear links [C]//Proceedings of 2006 STESSA conference, Yokohama, Japan, 2006: 745-750.
- [4] MANSOUR N, CHRISTOPOULOS C, TREMBLAY R. Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(10): 1141-1152.
- [5] 吕西林, 陈云, 蒋欢军. 可更换连梁保险丝抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2013, 41(9): 1318-1325, 1332.
LU X L, CHEN Y, JIANG H J. Experimental study on seismic behavior of “fuse” of replaceable coupling beam [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013, 41(9): 1318-1325, 1332. (in Chinese)
- [6] 纪晓东, 马琦峰, 王彦栋, 等. 钢连梁可更换消能梁段抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(6): 1-11.
JI X D, MA Q F, WANG Y D, et al. Cyclic tests of replaceable shear links in steel coupling beams [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(6): 1-11. (in Chinese)
- [7] 纪晓东, 王彦栋, 马琦峰, 等. 可更换钢连梁抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(10): 1-10.
JI X D, WANG Y D, MA Q F, et al. Experimental study on seismic behavior of replaceable steel coupling beams [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(10): 1-10. (in Chinese)
- [8] 连鸣, 韩文凯, 莫文茹, 等. 可更换剪切型耗能梁段-高强度钢框筒结构抗震性能分析[J]. 建筑结构, 2020, 50(1): 74-82.
LIAN M, HAN W K, MO W R, et al. Investigation on seismic performance of high-strength steel fabricated steel framed-tube structure with replaceable shear type energy-dissipated beam section [J]. Building Structure, 2020, 50(1): 74-82. (in Chinese)
- [9] 钢结构高强度螺栓连接技术规程: JGJ 82—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Technical specification for high strength bolt connections of steel structures: JGJ 82-2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [10] 孙亚. 带可更换钢连梁的混合联肢剪力墙抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2015.
SUN Y. Study on seismic behavior of hybrid coupled wall with replaceable steel coupling beams [D]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese)
- [11] JI X D, LIU D, MOLINA HUTT C. Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls [J]. Engineering Structures, 2018, 169: 216-225.
- [12] 杜轲, 孙景江, 许卫晓. 纤维模型中单元、截面及纤维划分问题研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(5): 39-46.
DU K, SUN J J, XU W X. The division of element, section and fiber in fiber model [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(5): 39-46. (in Chinese)
- [13] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [14] 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
Standard for design of steel structures: GB 50017-2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)